

COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y REHABILITACIÓN DE RESIDENCIAS SOPORTADAS EN COLUMNAS Y LOCALIZADAS EN TERRENOS ESCARPADOS

Drianfel E. Vázquez¹, Ricardo R. López² y Luis E. Suárez²

RESUMEN: Este artículo presenta un resumen de una investigación sobre el comportamiento y rehabilitación sísmica de residencias típicas ubicadas en laderas o terrenos escarpados y apoyadas en columnas gravitatorias. El estudio, que se basa en simulaciones numéricas, considera la amplificación del movimiento sísmico debido a la topografía irregular en donde se encuentran localizadas las residencias. El mismo se enfoca en la evaluación estructural de este tipo de residencias cuyos parámetros geométricos típicos fueron obtenidos de un muestreo a través de la isla de Puerto Rico. Como métodos para evaluar la vulnerabilidad de las residencias bajo cargas sísmicas se utilizaron análisis no lineales monotónicos y dinámicos transitorios. Para los análisis no lineales dinámicos transitorios se generaron registros artificiales de terremotos sin incluir e incluyendo la amplificación topográfica. Además se desarrolló una metodología para utilizarse como indicador de colapso en las estructuras. Se propusieron dos nuevos indicadores de falla, los que fueron continuamente verificados a lo largo de la duración de los terremotos. El primero de estos indicadores se basa en el determinante de la matriz de rigidez y el segundo en el periodo fundamental de la estructura. Luego de examinar los resultados de los análisis mencionados anteriormente, se desarrolló un sistema de rehabilitación o de mejoramiento sísmico. Por último, se desarrollaron una serie de tablas de las cuales se puede obtener el sistema de rehabilitación apropiado para cada estructura de las viviendas, de acuerdo a los tamaños de sus elementos estructurales, el largo libre de sus elementos y la altura de las columnas del primer piso. Además se proveyeron recomendaciones, especificaciones y detalles estructurales, como requerimientos mínimos para una implementación confiable del sistema de rehabilitación sísmica.

INTRODUCCIÓN

La isla de Puerto Rico e islas circundantes están expuestas a experimentar sismos de gran intensidad debido a un número de fallas geológicas que rodean las islas (Irizarry, 1999). El riesgo impuesto por los sismos para la vida humana y las propiedades se acentúa debido a las características topográficas de Puerto Rico. Estudios numéricos y observaciones experimentales en el pasado han demostrado fehacientemente que las irregularidades en la topografía donde está ubicada una estructura, aumentan y amplifican considerablemente las ondas sísmicas. Laderas, escarpados y colinas o promontorios producen una alteración y difracción de las ondas lo que a su vez provoca una amplificación en la aceleración del suelo. Evidencia de estos efectos ha sido reportada, entre otros, en los terremotos de 1976 en Friuli, Italia, 1980 en Irpino en Italia, en el terremoto de Chile de 1985 (Celebi 1987) y en el terremoto de Northridge (Celebi 1995).

Aún cuando este fenómeno ha sido reconocido desde hace varios años, sus efectos no son actualmente considerados en los códigos de diseño de Estados Unidos (EEUU) y por consecuencia en el código adoptado en Puerto Rico (UBC 1997). Se podría especular que una de las razones para no incluir este

¹ Profesor Asistente, Departamento de Ingeniería, Universidad de Puerto Rico en Ponce, P.O.Box 7186, Ponce, Puerto Rico 00732.

² Profesor, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico 00681-9041.

efecto en los códigos, es que los sitios propensos a experimentar este tipo de amplificación en EEUU están escasamente poblados. También puede ser consecuencia de que éste fenómeno no ha sido estudiado suficientemente en detalle como para considerarlo de una manera práctica en las provisiones sísmicas de los códigos.

La geografía de Puerto Rico, junto con las condiciones sociales y económicas de la isla, afecta la distribución poblacional, creando asentamientos en regiones altamente expuestas a experimentar amplificación topográfica. El problema se complica porque la mayoría de las residencias localizadas en laderas, pendientes, mogotes y escarpados han sido construidas sobre columnas muy esbeltas. En la fotografía de la Figura 1 se muestra una colina típica en el interior de Puerto Rico en la que se resalta este tipo de residencias.



Figura 1: Residencias típicas localizadas en terrenos escarpados.

Esta investigación está enfocada en el estudio de la respuesta sísmica de estas residencias construidas en topografía irregular (laderas, terrenos escarpados, mogotes, colinas, etc.). Estas estructuras están apoyadas sobre columnas esbeltas (algunas hasta veinte pies de alto) y la mayoría no son de construcción reciente (por ejemplo, fueron construidas antes de 1980) en las cuales la acción y detalles sísmicos no fueron considerados en el diseño. Como se muestra más adelante en este artículo, estas residencias van a ser seriamente afectadas durante un terremoto fuerte debido a la vulnerabilidad del sistema estructural y al incremento de la acción sísmica debido a la amplificación topográfica. Para probar esto se crearon modelos de las estructuras los que fueron sometidos a terremotos “amplificados” de acuerdo a los resultados obtenidos en una investigación previa (Arroyo 2001).

Como parte de la investigación se desarrolló una metodología para determinar las posibles maneras de falla o colapso de estas estructuras. Diferentes tipos de criterios de falla, tales como la formación de mecanismos de colapso, la excedencia de las derivas o desplazamientos entre-piso máximos, de la máxima capacidad estructural de los elementos, de la máxima capacidad de rotación de los elementos y los cambios en las propiedades dinámicas fueron utilizados como indicadores de colapso. Se desarrollaron dos criterios nuevos para la evaluación de colapso, los fueron usados en los análisis dinámicos en el tiempo. Éstos se basan en cambios en la matriz de rigidez y en el periodo fundamental de la estructura.

Luego de evaluar las estructuras de las residencias, se examinaron posibles métodos para su rehabilitación. Una vez que éstos fueron evaluados para verificar su efectividad, se desarrollaron una serie de tablas basadas en los tamaños de los elementos, largo libre entre columnas y altura de entre piso, a base de las cuales se puede seleccionar el sistema de rehabilitación correcto.

VISITAS AL CAMPO

La primera etapa de la investigación consistió en el proceso de obtener datos y parámetros físicos representativos de las residencias a ser evaluadas. Un total de 24 residencias ubicadas en diferentes zonas geográficas de la isla fueron visitadas y medidas con este propósito. Ejemplos de las casas medidas se muestran en las Figuras 1 a 4. Los parámetros obtenidos de las visitas de campo son: los largos libres entre columnas, el número de vanos, el número de pisos, la altura de las columnas, las secciones transversales de las columnas y vigas incluyendo las configuraciones de varillas longitudinales y transversales. En las Tablas 1 a 3 se subdividen y se catalogan las residencias de acuerdo a la variación de la altura de las columnas de la primera planta, el largo de viga libre entre columnas y las secciones de los elementos estructurales de las residencias.



Figura 2: Sistema típico de columnas en residencias.



Figura 3: Residencia con columnas esbeltas.



Figura 4: Otro ejemplo de residencia en laderas apoyada en columnas.

Tabla 1: Resumen de la altura de las columnas de las residencias visitadas

Altura de columnas [m] (ft)	Desde	Hasta	Desde	Hasta	Desde	Hasta	Mayores de
	2.4 (8)	3.7 (12)	3.7 (12)	4.9 (16)	4.9 (16)	6 (20)	
Nro. de Residencias	12		6		3		3

Tabla 2: Resumen de largos libres entre columnas

Largo libre [m] (ft)	Desde	Hasta	Desde	Hasta	Mayores de
	2.4 (8)	3.7 (12)	3.7 (12)	4.9 (16)	
Nro. de Residencias	12		11		1

Tabla 3: Resumen de secciones transversales

Sección	Desde	Hasta	Desde	Hasta	Exactamente
mm	150x300	150x450	200x300	250x250	300x300
pulg	6x12	6x18	8x12	10x10	12x12
Nro. de Residencias	7		8		9

De las tablas se puede observa que los largos libres de las residencias varían desde 2.4 m (8 ft) a 4.9 m (16 ft), mientras que la altura de las columnas varía desde 2.4 m (8 ft) a 6.0 m (20 ft).

Otro de los parámetros que se consideró en la encuesta fue el número de pisos de las residencias. En el total de la muestra predominaron las residencias de dos pisos (sólo una tenía tres pisos). Por otro lado, el

arreglo de varillas en las secciones consistía en seis varillas #4 o #5 en todas las secciones medidas y los aros transversales eran de tamaño #3 espaciados a 200 mm (8 in).

A base de los parámetros obtenidos en las visitas de campo se crearon 24 modelos de residencias con características extremas (desde estructuras con los parámetros más flexibles hasta estructuras con los parámetros más rígidos). La definición de estos casos extremos es concordante con las estructuras medidas en la visita de campo. Por ejemplo, la estructura más rígida está basada en las propiedades medidas de las viviendas con las secciones más grandes, los largos libres más cortos y las columnas más cortas. De igual forma se definieron las estructuras más flexibles y las intermedias. De estas estructuras se analizaron pórticos en las direcciones fuertes y débiles como se muestra en la Figura 5. Es importante destacar que las residencias que se muestran en las Figuras 1 a 4 no fueron analizadas específicamente, y por consiguiente los resultados obtenidos de los análisis no necesariamente corresponden a las residencias particulares del muestreo.

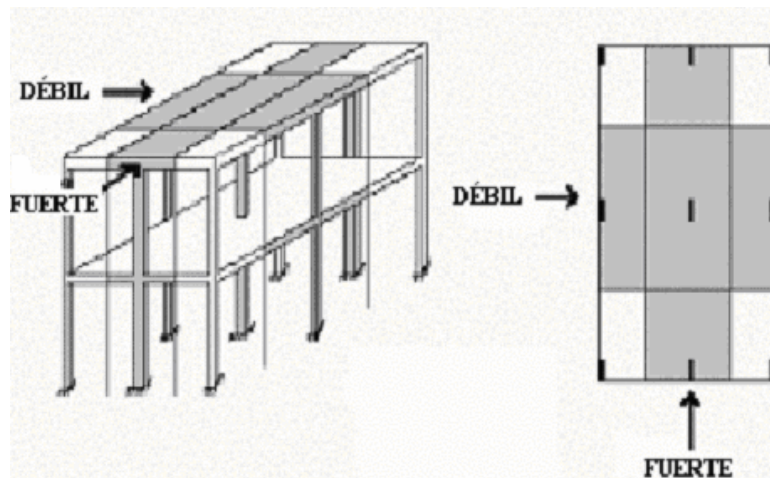


Figura 5: Direcciones de los pórticos analizados en la investigación

ANÁLISIS PRELIMINAR DE VULNERABILIDAD

Luego de obtener los parámetros típicos de las estructuras a analizar, se decidió utilizar el Método del Espectro de Capacidad (“Capacity Spectrum Method”) para una evaluación preliminar de la vulnerabilidad de las residencias (ATC-40 1996). Para implementar el método del espectro de capacidad se debe realizar primero un análisis estático monotónico no-lineal que se conoce como Empuje Lateral (“Pushover Análisis”) hasta conseguir la falla o colapso de la estructura. Luego de realizar este análisis, se superponen en una misma gráfica los resultados del análisis no-lineal con el espectro de demanda en un formato especial de aceleraciones espectrales versus desplazamientos espectrales (“Acceleration Displacement Response Spectra Format”). De este último gráfico se puede determinar visualmente la condición o la respuesta de la estructura a un terremoto descrito por el espectro de demanda. Para esto, luego de superponer las dos gráficas en el mismo formato, se halla la intersección de las mismas. Las coordenadas de este punto de intersección, que se conoce como Punto de Desempeño (“performance point”), dan una indicación de cómo la estructura va a responder a dicha demanda. De no hallarse una intersección, esto significa que la estructura no es capaz de resistir la demanda del terremoto.

Los espectros que se usaron para el estudio preliminar, o sea la demanda sísmica, corresponden a los especificados en el código UBC-97 para los tipos de perfil de suelo S_b (roca) y S_e (suelo blando) sin incluir la amplificación topográfica. Primero se verificó el comportamiento de las residencias usando las cargas sísmicas actuales para edificios, y luego se repitió el mismo análisis pero incluyendo la amplificación topográfica. Los resultados del método del espectro de capacidad usando los espectros de demanda sin amplificación topográfica del código UBC-97 indican que *ninguno* de los 24 modelos de residencias es capaz de resistir dicha demanda. Por supuesto, esto implica que al incluir la amplificación topográfica e

incrementar la demanda, la situación será aún más crítica. No obstante, es necesario tener precaución para interpretar los resultados: hay que tener presente las suposiciones que conlleva el método (para más información sobre el método, consultar el documento ATC-40).

DEFICIENCIAS ENCONTRADAS EN LAS RESIDENCIAS

A continuación se presenta una lista de las deficiencias encontradas en las residencias y que fueron consideradas en el análisis explícita o implícitamente:

1. Las columnas son más débiles que las vigas adyacentes, creando así un mecanismo de piso débil (“soft story or columns sway mechanism”) en la primera planta de las residencias.
2. El empuje de varillas longitudinales de las columnas ocurre en las zonas potenciales de formación de articulaciones plásticas.
3. Poco acero de refuerzo transversal en las columnas y vigas, disminuyendo significativamente la capacidad de deformación de las secciones.
4. Poco o ningún acero transversal de refuerzo en las conexiones de viga y columna.
5. Discontinuidad del acero longitudinal de las vigas (para momento positivo) en las conexiones de viga y columna.

ESPECTROS AMPLIFICADOS Y REGISTROS ARTIFICIALES

Dado que los resultados preliminares indican que las residencias no tendrían un buen comportamiento al experimentar un movimiento fuerte, se decidió verificar la autenticidad de estos hallazgos. Para esto se realizaron una serie de análisis más sofisticados y precisos a base de análisis dinámicos no-lineales en el tiempo. Dado que en Puerto Rico no hay disponibles registros de terremotos fuertes recientes, se generaron cuatro registros artificiales utilizando el programa SIMQKE (Vanmarcke 1976). Los primeros dos registros son compatibles con los espectros de diseño del UBC-97 para los tipos de suelo S_b y S_c y los últimos dos corresponden a estos mismos espectros pero considerando la amplificación topográfica. Como se mencionó anteriormente, la amplificación topográfica incluida en estos análisis fue obtenida de una investigación desarrollada por M. E. Arroyo (2001). En ese trabajo se obtuvieron factores de amplificación para las máximas aceleraciones del suelo, para distintos suelos y configuraciones topográficas. Se encontró que el máximo factor de amplificación fue de 2.35. Usando este factor se amplificaron los espectros del código UBC-97 y luego se generaron los registros artificiales para los espectros amplificados.

METODOLOGÍA USADA

Cuando se evalúan estructuras usando análisis dinámicos transitorios típicamente se utilizan dos criterios para definir la falla o colapso: el primero de éstos se basa en la capacidad de los elementos estructurales mientras que el segundo considera los desplazamientos excesivos (“maximum displacements”) y los desplazamientos de entrepisos (“interstory drifts”). La selección de un criterio depende del juicio del investigador y del alcance de los análisis. Ambos criterios fueron utilizados como indicadores de falla o colapso en esta investigación. No obstante, se verificaron otros indicadores. En particular, se desarrollaron dos nuevos indicadores, el primero está basado en el determinante de la matriz de rigidez (FCK) y el segundo se basa en el periodo fundamental de la estructura (FCT). Para la implementación de estos dos últimos indicadores en el proceso de evaluación de falla o colapso se propuso usar la siguiente metodología:

1. Realizar un análisis no-lineal monotónico gravitacional con cargas de servicio.
2. Efectuar un análisis no-lineal monotónico lateral hasta llevar la estructura a falla.
3. Obtener el valor del determinante de la matriz de rigidez y el periodo natural fundamental en el último incremento de carga del análisis monotónico.
4. Implementar un análisis no-lineal dinámico transitorio y calcular en cada intervalo de tiempo la razón entre el determinante actual y el obtenido para falla monotónica (esto define los valores de FCK). Calcular la razón entre el periodo actual y el periodo obtenido para falla monotónica (para determinar los valores de FCT).

5. Graficar los historiales en el tiempo de los valores FCK y FCT. Un ejemplo de éstos se muestra en las Figuras 6 y 7.

Además de estos indicadores de falla o colapso, los siguientes indicadores también fueron investigados y registrados a través del tiempo:

1. Los desplazamientos de entrepisos (indicador FCD)
2. La rotación última de los elementos (indicador FCR)
3. Las fuerzas internas en los elementos (indicador FCEF)
4. Los mecanismos de colapso (indicador FCCM)

El código del programa LARZ (López, 1988) fue modificado para hacer los cálculos de los criterios de FCK y FCT. Un total de 120 corridas fueron realizadas con dicho programa, en las cuales se calculó y siguió la variación de todos los seis indicadores de colapso antes mencionados.

Los indicadores de FCK y FCT fueron desarrollados para tener un indicador de la condición de estabilidad de la estructura durante el terremoto. Es sabido que una manera de detectar la estabilidad de una estructura es calculando el determinante de la matriz de rigidez. Si este último es cero o negativo, esto indica inestabilidad en la estructura. Los cambios en la matriz de rigidez se van a ver obviamente reflejados en los periodos naturales de la estructura. Por estas razones estos valores pueden indicar en qué instante (si alguno) la estructura dejó de ser estable durante el tiempo en que actúa el terremoto. En la mayoría de los casos, cuando en un instante de tiempo estos valores excedían los valores obtenidos del análisis estático no-lineal, se encontraba la presencia de un mecanismo de colapso.

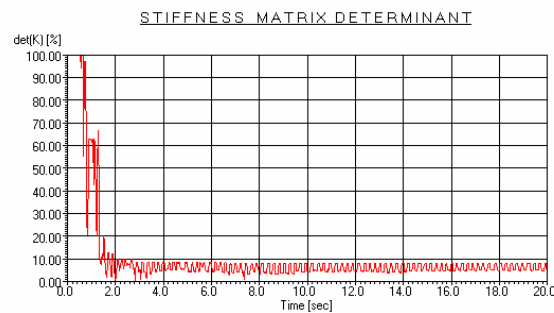


Figura 6: Historial del indicador FCK (Análisis no-lineal dinámico transitorio)

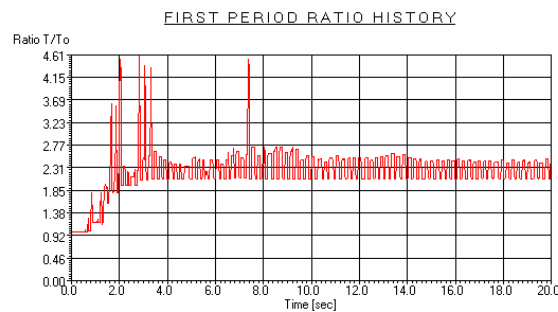


Figura 7: Historial del indicador FCT (Análisis no-lineal dinámico transitorio)

RESULTADOS

Al realizar las corridas del programa LARZ, se encontró que todos los modelos residencias presentaron colapso. La causa principal de colapso en las 24 residencias se debe a que se cumplió el criterio de rotaciones últimas. Éste fue el primer criterio en cumplirse en el transcurso de análisis en el tiempo. Se debe resaltar que el programa no fue detenido cuando uno o varios de estos indicadores se cumplían; por el contrario, la ocurrencia de cada uno de ellos fue captada a través de los análisis completos en el tiempo.

El atribuir las fallas de las estructuras a los criterios de rotaciones últimas, a los desplazamientos de entre-pisos excesivos o a la capacidad última de los elementos excedida podrían ser debatibles, puesto que las estructuras poseen redundancia y factores de sobre-resistencia que no se consideraron en estos análisis. Además, la falla por rotaciones últimas era el comportamiento esperado debido a las deficiencias y a los pocos detalles de ductilidad de las estructuras.

Los indicadores de FCK y FCT fueron los siguientes indicadores de colapso que se cumplieron durante los análisis. Debido a que estos factores de FCK y FCT se enfocan más en el comportamiento global de la estructura y no en la falla particular de los elementos, se estima que la falla indicada por estos factores es más confiable. Como se mencionó anteriormente, en la mayoría de los casos en que se excedían estos valores se hallaba presente un mecanismo de colapso. Por otro lado, en los pocos casos en los cuales se excedían estos valores y no había mecanismos de colapso, se entiende que la degradación estructural global de los elementos (de acuerdo al diagrama histerético de Takeda) en el instante de tiempo que se excedían era considerablemente alta como para poder hablar de inestabilidad o alta degradación de la estructura.

De todas maneras, la necesidad de implementar algún sistema de rehabilitación a dichas estructuras quedó claramente establecida. Este resultado, que ya había sido anticipado por el método del espectro de capacidad, fue confirmado por uno o varios de los indicadores de falla utilizado en los análisis dinámicos en el tiempo.

SELECCIÓN E IMPLEMENTACIÓN DEL SISTEMA DE REHABILITACIÓN

Son varios los factores que se deben tener en consideración para obtener un sistema de rehabilitación eficiente y confiable. En teoría, la estrategia de rehabilitación más económica va a depender de una combinación de consideraciones técnicas y no-técnicas, como por ejemplo (Badoux, 1998): el costo del sistema de rehabilitación, el impacto estético en la estructura y las complicaciones que genera el proceso constructivo del sistema de rehabilitación durante y después de su implementación.

Un sistema de rehabilitación consiste en la implementación de medidas constructivas, la adición de nuevos elementos estructurales o la disminución de aquellas deficiencias encontradas de manera que se mejore la respuesta sísmica de la estructura. Aunque en la práctica se suelen usar como sinónimos el término de rehabilitación (“retrofitting”) con robustecimiento y rigidización (“strengthening and stiffening”), el término rehabilitación tiene un significado más profundo (Badoux 1998). El sistema de rehabilitación más práctico sísmicamente hablando es aquel que provee una combinación de mejoramiento de ductilidad, rigidización y robustecimiento. Para este proyecto se evaluaron cuatro posibles estrategias para la rehabilitación de las residencias, a saber:

1. Reducción de la demanda sísmica – esta reducción puede ser obtenida mediante la implementación de aisladores de base o la implementación de amortiguadores (viscosos o visco-elásticos). Debido a las condiciones económicas de los dueños de las residencias, este sistema de rehabilitación, aunque sísmicamente es viable, es totalmente impráctico.
2. Mejoramiento o aumento de la ductilidad – esto consiste en aumentar o mejorar la ductilidad del sistema pero sin aumentar significativamente la capacidad de la estructura. Esto se puede lograr mediante el encapsulamiento o confinamiento de las columnas (“column jacketing”) con diferentes materiales. Como consecuencia de este confinamiento, los elementos son capaces de mantener su capacidad estructural a unas deformaciones últimas mayores. Este sistema es factible en la dirección fuerte de las residencias, pero los resultados de los análisis en la dirección

débil indican que la demanda de ductilidad es demasiado grande para ser obtenida por este sistema.

3. Rigidización y robustecimiento con aumento en ductilidad – una forma de obtener esta combinación de efectos es mediante el uso de arriostres de acero los cuales rigidizan y robustecen la estructura, mientras que el aumento en la ductilidad se puede obtener debilitando las vigas (cortando varillas) y cambiando así el problema de piso débil mencionado anteriormente. Lamentablemente las secciones sólo poseen seis varillas (dos arriba, dos en el centro y dos abajo) lo que hace imposible cortar alguna de ellas. Los arriostres podrían ser implementados, pero habría que resolver por otro medio el problema de viga fuerte y columna débil.
4. Rigidización y robustecimiento – esto se puede lograr mediante el uso de paredes de carga interiores. Las paredes de carga aumentan dramáticamente ambos factores y a su vez reducen significativamente la demanda de ductilidad (por ejemplo, rotaciones, desplazamientos y desplazamientos de entre piso).

Luego de considerar las cuatro alternativas se decidió seleccionar las paredes interiores de carga como sistema de rehabilitación para las residencias. Además, el costo de la construcción de las mismas es razonable y no se necesita de mano de obra especializada. Mediante un proceso iterativo se escogieron para las distintas residencias una o dos paredes de carga que cumplen la función de lograr que las estructuras sean resistentes a la demanda esperada. El proceso consiste en agregar una pared de carga (o dos en algunos casos) al modelo de la residencia y correr nuevamente una serie de análisis dinámicos transitorios hasta obtener una pared donde no se verifique ninguno de los criterios de falla anteriormente mencionados. Con los resultados de este procedimiento se desarrollaron una serie de tablas a las cuales se entra con el largo libre, la altura de las columnas y los tamaños de las secciones para obtener el tamaño de la pared y el refuerzo transversal y longitudinal del sistema de rehabilitación. Un ejemplo para el caso de la dirección débil de los pórticos reforzados con dos paredes, se presenta en la Tabla 4. Además se proveen los detalles de las fundaciones, conexiones de la pared a la estructura existente, especificaciones de materiales, suelo y limitaciones. Toda esta información no se incluye por limitaciones de espacio, pero se encuentra disponible en la tesis en la cual se basa este artículo (Vázquez, 2002).

Tabla 4: Sistema de rehabilitación para la dirección débil de las residencias.

Columnas 6"x18" Vigas 6"x17"		Altura de columnas [ft]		
		10	13	16
Largo Libre [ft]	10	Pared 6" Varillas #3 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #3 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #3 @ 12" DD
	13	Pared 6" Varillas #3 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #3 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #3 @ 12" DD
	16	Pared 6" Varillas #4 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #4 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #5 @ 12" DD

Columnas 8"x16" Vigas 8"x17"		Altura de columnas [ft]		
		10	13	16
Largo Libre [ft]	12	Pared 6" Varillas #3 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #3 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #3 @ 12" DD
	14	Pared 6" Varillas #3 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #3 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #3 @ 12" DD
	16	Pared 6" Varillas #4 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #4 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #5 @ 12" DD

Columnas 12"x12" Vigas 12"x17"		Altura de columnas [ft]		
		10	13	16
Largo Libre [ft]	12	Pared 6" Varillas #4 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #4 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #4 @ 12" DD
	14	Pared 6" Varillas #4 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #4 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #4 @ 12" DD
	16	Pared 6" Varillas #4 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #4 @ 12" DD	Pared 6" Varillas #4 @ 12" DD

CONCLUSIONES

Luego de realizar las visitas de campo a 24 residencias ubicadas en zonas propensas a tener amplificación topográfica, se encontró que las mismas secciones empezaban a repetirse. Esto se tomó como un indicio de que ya se había obtenido una muestra suficientemente representativa de estas residencias en el interior de Puerto Rico. De este estudio de campo se obtuvieron los parámetros necesarios para desarrollar y estudiar los modelos de casos extremos e intermedios de las residencias. Usando las propiedades típicas medidas, se diseñaron un total de 24 estructuras tipo pórticos (12 en la dirección fuerte y doce 12 en la dirección débil), las cuales fueron analizadas por dos procedimientos diferentes, ambos basados en un análisis no-lineal. La primera de las metodologías para evaluar la vulnerabilidad de las residencias se basó en el Método del Espectro de Capacidad. De estos análisis estáticos no-lineales se concluyó que ninguna de las residencias es capaz de resistir terremotos representado por los espectros del código UBC-97 para los suelos tipo S_b y S_c . Para corroborar la autenticidad de estos resultados, se generaron registros artificiales compatibles con los espectros del UBC-97 para estos dos tipos de suelo, incluyendo el efecto de amplificación topográfica. Estos registros fueron utilizados en una segunda metodología de evaluación de falla, esta última es basada en análisis dinámicos no-lineales transitorios. Un total de 120 corridas fueron efectuadas en esta última evaluación. Los distintos indicadores de falla o colapso confirmaron la imperiosa necesidad de rehabilitar estas residencias. Luego de estudiar varias alternativas de estrategias de rehabilitación, se seleccionaron las paredes interiores de carga como la estrategia que mejor atiende las deficiencias de las estructuras y mejora su comportamiento sísmico, siendo a la vez económicamente factibles. Por medio de un proceso iterativo basado en análisis dinámicos transitorios, se desarrollaron una serie de tablas de las cuales se puede obtener el sistema de rehabilitación apropiado para las residencias, como función de parámetros físicos tales como el largo libreo, el alto de las columnas y el área transversal de los elementos estructurales.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el patrocinio de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencia (FEMA, por sus siglas en inglés) a través del proyecto PR0060-B. Estos fondos están disponibles gracias al proyecto de mitigación 1247, relacionados al huracán Georges. También se agradece el auspicio del Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura del Recinto Universitario de Mayagüez de la Universidad de Puerto Rico.

REFERENCIAS

- Arroyo, M. (2001). "Numerical Study of the Amplification of the Seismic Ground Acceleration Due to Local Topography", *MS Thesis*, Civil Engineering Department, University of Puerto Rico at Mayagüez, Mayagüez, PR.
- ATC 40, (1996). "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Applied Technology Council, California Seismic Safety Commission.
- Badoux, M. (1998). "Comparison of Seismic Retrofitting Strategies with the Capacity Spectrum Method", *11th European Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam, Holanda pp 1 - 8.
- Celebi, M., (1987). Topographical and geological amplifications determined from strong-motion and aftershock records of the 3 March 1985 Chile earthquake, *Bulletin of the Seismological Society of America*, **77**(4), 1147-1167.
- Celebi, M., (1995). Northridge (California) earthquake: unique ground motions, *Proceedings of the Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St Louis, Missouri, University of Missouri, Rolla, **3**: 1411-1416.
- Irizarry, J. (1999). "Design Earthquake and Design Spectra for Puerto Rico's Main Cities based on Worldwide Strong Motion Records", *MS Thesis*, Civil Engineering Department, University of Puerto Rico at Mayagüez, Mayagüez, PR.
- López, R., (1988). "A Numerical Model for Non-Linear response of Reinforced Concrete Frame Wall Structures", *Ph.D. Thesis*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana Champaign.
- Uniform Building Code (1997). International Conference of Building Officials, Whittier, California.
- Vázquez, D. (2002). "LARZ Post Processing: A Windows Graphic User Interface for LARZ, LARZW, LARZWS/D and LARZWT Programs", Civil Engineering Department, University of Puerto Rico at Mayagüez, Mayagüez, PR.
- Vázquez, D., (2002). "Seismic Behavior and Retrofitting of Hillside and Hilly Terrain R/C Houses Raised on Gravity Columns", *Ph.D. Thesis*, Department of Civil Engineering, University of Puerto Rico at Mayagüez, Mayagüez, PR.
- Vanmarcke, E. (1976). "SIMQKE: A Program for Artificial Motion Generation", *Technical Report*, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.

